

**ANALISA PERBANDINGAN PONDASI TIANG PANCANG PADA PEMBANGUNAN
KANTOR PELAYANAN PERBENDAHARAAN NEGARA (KPPN) SAMARINDA**

**Davit Asmarendra
14.11.1001.7311,222**

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas 17 Agustus 1945 Samarinda

Intiasri

Pembangunan kantor pelayanan perbendaharaan negara di samarinda ini mempunyai struktur atas berupa beton bertulang dan bagian bawah pondasi tiang pancang . kekokohan dan kestabilan sebuah struktur tidak hanya ditentukan oleh kemampuan struktur atas (upper structure) dan menahan gaya-gaya yang bekerja. Selain kemampuan struktur atas, kekuatan struktur bawah (sub structure) juga harus diperhitungkan agar mendukung seluruh beban yang ada baik karena gaya luar maupun karena berat struktur itu sendiri.

Tiang pancang yang digunakan dalam perbandingannya ini adalah pondasi bor pile dan tiang pancang mini pile, Perhitungan keamanan tiang ditinjau khusus pada kapasitas daya dukung tiang. Kapasitas daya dukung tiang pancang sangat diperlukan untuk mendapatkan perencanaan pondasi yang memenuhi persyaratan. Banyak metode perhitungan untuk menganalisis daya dukung tiang pancang, namun perlu dipertimbangkan metode mana yang lebih memenuhi, untuk itu perlu dilakukan analisis daya dukung dari beberapa metode berdasarkan data lapangan dengan menggunakan data sondir dan data SPT dibandingkan satu sama lainnya, sehingga didapatkan hasil yang lebih realistis.

Tiang pancang sebagai perbandingannya 2 macam yaitu pondasi bor pile dan tiang pancang mini pile. Dari dua tipe tiang pancang yang di analisis maka tiang bor pile yang paling besar biayanya, sedangkan untuk mini pile lebih murah dan efisien

Kata Kunci : Pondasi , Biaya, Tiang pancang Bor Pile , Mini Pile

Abstrak

The construction of the state treasury service office in samarinda has an upper structure in the form of reinforced concrete and the bottom of the pile foundation. the robustness and stability of a structure is not only determined by the ability of the upper structure and witholding the forces that work. In addition to the ability of the upper structure, the strength of the lower structure (sub structure) must also be taken into account in order to support all existing loads both due to external forces and because of the weight of the structure itself.

The pile used in this comparison is the pile drill foundation and mini pile pile, the calculation of the pile safety is specifically viewed at the carrying capacity of the pile. The capacity of the pile carrying capacity is very necessary to get the foundation planning that meets the requirements. Many calculation methods to analyze the carrying capacity of the pile, but it is necessary to consider which method is more fulfilling, for that it is necessary to carry out carrying capacity analysis of several methods based on field data using sondir data and SPT data compared to each other, so that more results are obtained realistic.

The pile as a comparison is 2 types, namely pile drill foundation and mini pile pile. Of the two types of piles analyzed, the pile drill pole is the biggest cost, while for the mini pile it is cheaper and more efficient

Keywords: Foundation, Cost, Pile Drill Pile, Mini Pile

PENDAHULUAN

Latar Belakang

Dengan kondisi pondasi tiang pancang yang digunakan untuk pembangunan Gedung KPPN Samarinda memiliki kedalaman yang

efisien dan di area sekitar proyek banyak pemukiman penduduk maka dari itu menggunakan pondasi bore pile .Di Skripsi ini saya akan membahas perbandingan kekuatan pondasi bor pile dan pondasi mini

pile apakah masih mampu menahan beban bangunan tersebut. Maka untuk mencoba menganalisa kekuatan pondasi tiang pancang dari beberapa metode berdasarkan kondisi .

Rumusan Masalah

1. Bagaimana hasil perbandingan kekuatan penggunaan pondasi Bore Pile dan pondasi tiang pancang Mini pile?
2. Berapakah perbandingan rencana anggaran biaya yang digunakan ?

TINJUAN PUSTAKA

Tanah

Istilah-istilah seperti krikil, pasir, lanau dan lempung digunakan dalam teknik sipil untuk membedakan jenis-jenis tanah. Pada kondisi alam, tanah dapat terdiri dua atau lebih campuran jenis-jenis tanah dan kadang-kadang terdapat pula kandungan bahan organik. Material campurannya, kemudian dipakai sebagai nama tambahan dibelakang material unsur utamanya. Sebagai contoh, lempung berlanau adalah Tanah lempung yang mengandung lanau, dengan material utamanya adalah lempung dan seterusnya (Hardiyatmo, 2011).

Sondering Test/Cone Penetration Test (CPT)

Hambatan lekat adalah perlawanan geser tanah terhadap selubung bikonus yang dinyatakan dalam gaya persatuan panjang. Dari hasil sondir diperoleh nilai jumlah perlawanan (JP) dan nilai perlawanan konus (PK), sehingga hambatan lekat (HL) dapat dihitung sebagai berikut :

1. Hambatan Lekat (HL)
 $HL = (JP - PK) \times (A / B)$
2. Jumlah Hambatan Lekat (JHL)
 $JHL = i = JHL$

$Q_u = Q_b + Q_s = q_b \cdot A_b + f \cdot A_s$

Tabel 2.1 Faktor Empiric f_b dan f_s

Tipe Tiang Pancang	F_b	F_s
Tiang Bor	3,5	7,0
Baja	1,75	3,5
Beton Pratekan	1,75	3,5

(Sumber : Titi & Farsakh,1999)

Nilai faktor empiric untuk tipe tanah (Titi & Farsakh, 1999) Pada umumnya nilai α_s untuk pasir = 1,4 persen, nilai α_s untuk lanau = 3,0 persen dan nilai α_s untuk lempung = 1,4 persen.

A. Metode Langsung

Metode langsung ini dikemukakan oleh beberapa ahli diantaranya : Mayerhoff, Tomlinson, Begemann. Daya dukung

pondasi tiang dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$Q_u = q_c \times A_p + JHL \times K_t$

Daya dukung ijin pondasi tiang dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$Q_u \text{ ijin} = (q_c \times A_p) / 3 + (JHL \times k_t) / 5$

Dari hasil sondir ditunjukkan bahwa tahanan ujung sondir (harga tekan Konus) Bervariasi terhadap kedalaman. Oleh sebab itu pengambilan harga q_c untuk daya dukung diujung tiang kurang cepat. Suatu rentang disekitar ujung perlu dipertimbangkan dalam menentukan daya dukungnya.

Menurut Mayerhoff : $q_p = q_c$ untuk keperluan praktis

$q_p = (2 / 3 - 3 / 2) q_c$

Keterangan :

q_p = Tahanan ujung ultimate

q_c = Harga rata-rata tahanan ujung konus dalam daerah 2D dibawah ujung tiang



Gambar 2.2 Alat sondir (SNI 2827,2008)

Standard Penetration Test (SPT)

Tujuan dari percobaan SPT ini adalah untuk menentukan kepadatan relatif lapisan tanah dari pengambilan contoh tanah dengan tabung sehingga diketahui jenis tanah dan ketebalan tiap-tiap lapisan kedalaman tanah dan untuk memperoleh data yang kualitatif pada perlawanan penetrasi tanah serta menetapkan kepadatan dari tanah yang tidak berkohesi yang biasa sulit diambil sampelnya (Sumber: Hardiyantmo,2011)

Kapasitas daya dukung tiang pancang dari hasil SPT

Daya dukung ujung pondasi tiang pancang pada tanah kohesif dan non-kohesif dengan data SPT

A. Daya dukung ujung tanah pada tanah non-kohesif

$Q_p = 40 \cdot N-SPT \cdot L_b / D \cdot A_p$
 $\leq 400 \cdot N - SPT \cdot A_p$

B. Daya geser selimut tiang pancang pada tanah kohesif

$$Q_s = 2 * N - SPT * p * Li$$

C. Daya dukung ujung tiang pada tanah C_u untuk tiang pancang

$$Q_p = 9 * C_u * A_p$$

D. Tahanan geser selimut tiang pada tanah kohesif C_u $Q_s = \alpha * C_u * Li$

Kapasitas daya dukung tiang pancang dari data parameter kuat geser tanah

Berdasarkan hasil pemeriksaan tanah melalui beberapa percobaan akan di dapat nilai berat isi tanah (γ), nilai kohesi tanah (c) serta nilai sudut geser (ϕ). Perkiraan kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang pada tanah pasir dan silt didasarkan pada data parameter kuat geser tanah ditentukan dengan rumusan sebagai berikut

1. Daya dukung pondasi tiang pancang (*End Bearing*)

Untuk tanah kohesif

Dimana :

$$Q_p = A_p \cdot c_u \cdot N_c'$$

Untuk mencari nilai c_u (*undrained cohesion*) dapat digunakan persamaan dibawah ini :

$$\alpha' = 0,21 + 0,25 \left(\frac{pa}{cu} \right) \leq 1$$

Untuk tanah non kohesif

$$Q_p = A_p \cdot q' \cdot (N_q - 1)$$

1. Daya dukung selimut tiang (*skin friction*)

$$Q_s = f_i \cdot Li \cdot p$$

Pada tanah kohesif

$$f = \alpha_i * c_u$$

Tekanan ujung ultimate

Jika menggunakan data laboratorium maka perhitungan kapasitas ultimate tahanan ujung berdasarkan mayerhoff sebagai berikut :

$$P_{pu} = A_p (c \cdot N_c + \eta \cdot q' \cdot N_q)$$

Tahanan Kulit (Skin Resistance)

Ada tiga metode yang di gunakan untuk menghitung tahanan kulit pada tiang pancang dalam tanah kohesif. Metode - metode ini digunakan metode α , metode λ dan metode β . Metode - metode ini digunakan juga untuk tiang pancang di dalam tanah tak kohesif, semua secara umum kapasitas tahanan kulit di bhitung sebagai

$$P_{ps} = \sum A_s \cdot f_s (\Delta L)$$

Metode α

Metode α diusulkan oleh Tomlinson (1977) tahanan kulit dibagi menjadi dua jenis yaitu lempung dan pasir dihitung sebagai berikut :

Untuk tanah lempung

$$f_s = \alpha \cdot c_u$$

Untuk tanah pasir

$$f_s = \frac{1}{2} \cdot q' \cdot K_s \cdot \tan \delta$$

Metode λ

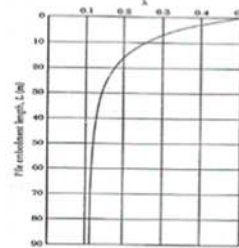
Vijayvergia dan focht (1972) menyajikan sebuah metode alternative untuk mendapatkan tahanan kulit f_s untuk sebuah tiang pancang didalam lempung sebagai berikut:

$$f_s = \lambda (q' + 2c_u)$$

dimana :

$q' \cdot c_u$ = Nilai - nilai yang didefinisikan

λ = Koefisien yang dapat diperoleh dari dari grafik tabel 2.4



Gambar 2.9 Grafik hubungan harga λ dengan kedalaman

Metode β

Sebuah organisasi telah menganalisa kembali data - data yang ada dan di lengkapi dengan pengujian - pengujian paling akhir, mengusulkan bahwa korelasi pengujian beban dan kapasitas tiang pancang hasil perhitungan lebih baik dapat ditentukan dengan menggunakan parameter - parameter tegangan efektif. Persamaan berikut dapat di tetapkan untuk semua tanah normal konsolidasi tanah $f_s = Kq' \cdot \tan \delta$ Dapat dituliskan kembali $f_s = \beta \cdot q'$ Harus diperhatikan bahwa di dalam jangkauan nilai praktis dari pada K_0 dan $\tan \phi$. Maka hasil perkalian (yakni β) mempunyai nilai rata - rata sebesar 0,25 sampai ke 0,40 dengan nilai rata - rata sebesar 0,32

Pondasi Tiang

Pondasi tiang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal kesumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat dibawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi. (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000).

Tiang Bor

Sebuah tiang bor dikonstruksikan dengan cara menggali sebuah lubang bor yang kemudian diisi dengan material beton dengan memberikan penulangan terlebih dahulu.

Penggolongan pondasi tiang pancang

Pada perencanaan pondasi, pemilihan jenis pondasi tiang pancang untuk berbagai jenis keadaan tergantung pada banyak variabel. Faktor-faktor yang perlu dipertimbangkan di dalam pemilihan tiang pancang antara lain tipe dari tanah dasar yang meliputi jenis tanah dasar dan ciri - ciri topografinya, alasan teknis pada waktu pelaksanaan pemancangan dan jenis bangunan yang akan dibangun. Pondasi tiang dapat digolongkan berdasarkan material yang digunakan dan berdasarkan cara penyaluran beban yang diterima tiang ke dalam tanah.

Tiang pancang mini pile

Tiang pancang berukuran kecil yang digunakan untuk bangunan-bangunan bertingkat rendah dan tanah relative baik. Ukuran dan kekuatan yang ditawarkan adalah:

- Berbentuk penampang segitiga dengan ukuran 28 dan 32.
- Berbentuk bujur sangkar dengan ukuran 20x20 dan 25x25.

Kelebihan dan Kekurangan

Kelebihan :

- Karena dibuat dengan system pabrikasi, maka mutu beton terjamin.
- Bisa mencapai daya dukung tanah yang paling keras. - Daya dukung tidak hanya dari ujung tiang, tetapi juga lekatan pada Sekeliling tiang

Kekurangan :

- Untuk daerah proyek yang masuk gang kecil, sulit dikerjakan karena factor angkutan
- Sistem ini baru ada di daerah kota dan sekitarnya.
- Untuk daerah dan penggunaan volumenya sedikit, harganya jauh lebih mahal.

Kapasitas daya dukung tiang dari data sondir

Diantara perbedaan tes dilapangan, sondir atau *Cone Penetration Test* (CPT) seringkali sangat dipertimbangkan peranan dari geoteknik. CPT atau sondir ini tes yang sangat cepat, sederhana, ekonomis dan tes tersebut dapat dipercaya dilapangan dengan pengukuran terus-menerus dari permukaan

tanah-tanah dasar. CPT atau sondir ini dapat juga mengklasifikasi lapisan tanah dan dapat memperkirakan kekuatan dan karakteristik dari tanah. Didalam perencanaan pondasi tiang (*pile*), data tanah sangat diperlukan dalam merencanakan kapasitas daya dukung (*bearing capacity*) tiang sebelum pembangunan dimulai, guna menentukan kapasitas daya dukung ultimit dari tiang. Kapasitas daya dukung ultimit ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_u = Q_b + Q_s = q_b A_b + f . A_s$$

Untuk menghitung daya dukung tiang pancang berdasarkan data hasil pengujian sondir dapat dilakukan dengan menggunakan metode *Meyerhoff*.

Daya dukung ultimit pondasi tiang dinyatakan dengan rumus :

$$Q_{ult} = (q_c \times A_b) + (JHL \times A_k)$$

Daya dukung ijin pondasi dengan data sondir dinyatakan dengan rumus :

1. Terhadap Kekuatan Bahan Tiang

$$P_{tiang} = \sigma_{bahan} \times A_b$$

2. End Bearing and Friction Pile

$$P_{tiang} = \frac{A_o \times q_c}{sf} + \frac{A_k \times JHL}{sf}$$

Tiang Pancang Kelompok (*Pile Group*)

Pada keadaan sebenarnya jarang sekali didapatkan tiang pancang yang berdiri sendiri (*Single Pile*), akan tetapi kita sering mendapatkan pondasi tiang pancang dalam bentuk kelompok (*Pile Group*) seperti dalam Gambar 2.11.

Untuk mempersatukan tiang-tiang pancang tersebut dalam satu kelompok tiang biasanya diatas tiang tersebut diberi poer (*footing*). Dalam perhitungan poer dianggap/dibuat kaku sempurna, sehingga :

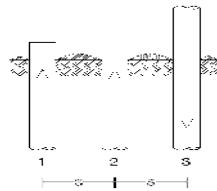
1. Bila beban-beban yang bekerja pada kelompok tiang tersebut menimbulkan penurunan, maka setelah penurunan bidang poer tetap merupakan bidang datar.
2. Gaya yang bekerja pada tiang berbanding lurus dengan penurunan tiang-tiang.

Jarak antar tiang dalam kelompok

Biasanya jarak antara 2 tiang dalam kelompok disyaratkan minimum 0,60 m dan maximum 2,00 m. Ketentuan ini berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan sebagai berikut :

1. Bila $S < 2,5 D$

- a. Kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan naik terlalu berlebihan karena terdesak oleh tiang-tiang yang dipancang terlalu berdekatan.
 - b. Terangkatnya tiang-tiang di sekitarnya yang telah dipancang lebih dahulu.
2. Bila $S > 3 D$
 Apabila $S > 3 D$ maka tidak ekonomis, karena akan memperbesar ukuran/dimensi dari poer (*footing*).

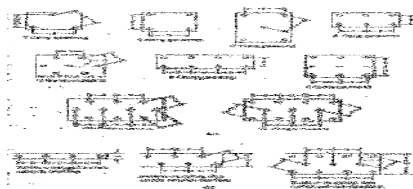


Gambar 2.12 Pengaruh tiang akibat pemancangan (Sardjono, 1991)

Perhitungan pembagian tekanan pada tiang pancang kelompok

- a. Kelompok tiang yang menerima beban normal sentris

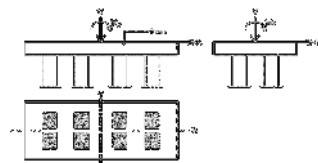
Beban yang bekerja pada kelompok tiang pancang dinamakan bekerja secara sentris apabila titik rangkap resultant beban-beban yang bekerja berimpit dengan titik berat kelompok tiang pancang tersebut. Dalam hal ini beban yang diterima oleh tiap-tiap tiang pancang adalah



Gambar 2.13 Beban normal sentris pada kelompok tiang pancang (Sardjono)

- b. Kelompok tiang yang menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada dua arah

Kelompok tiang yang bekerja dua arah (x dan y), dipengaruhi oleh beban vertikal dan momen (x dan y) yang akan mempengaruhi terhadap kapasitas daya dukung tiang pancang.

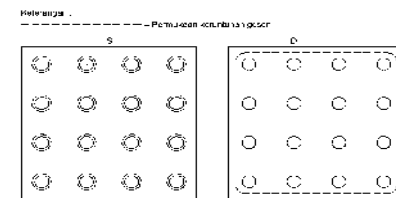


Gambar 2.14 Beban sentris dan momen kelompok tiang arah x dan y (Sardjono, 1991)
 Untuk menghitung tekanan aksial pada setiap masing – masing tiang adalah sebagai berikut :

$$P_{maks} = \frac{\Sigma P_v}{n} + \frac{M_y \times X_{maks}}{I_y \times \Sigma x^2} + \frac{M_x \times Y_{maks}}{I_x \times \Sigma y^2}$$

Kapasitas Kelompok dan Effisiensi Tiang Pancang

Pada kelompok tiang yang dasarnya bertumpu pada lapisan lempung lunak, faktor aman terhadap keruntuhan blok harus diperhitungkan. Terutama untuk jarak tiang-tiang yang dekat. Pada tiang yang dipasang pada jarak yang besar, tanah diantara tiang-tiang bergerak sama sekali ketika tiang bergerak kebawah oleh akibat beban yang bekerja. Tetapi, jika jarak tiang-tiang terlalu dekat saat tiang turun



Gambar 2.15 Tipe keruntuhan dalam kelompok tiang :

- (a) Tiang tunggal, (b) Kelompok tiang (Hardiyatmo, 2015)

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memperlihatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a$$

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memperlihatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a$$

Faktor Keamanan

Untuk memperoleh kapasitas ujung tiang, maka diperlukan suatu angka pembagi kapasitas ultimit yang disebut dengan faktor aman (keamanan) tertentu. Faktor keamanan ini perlu diberikan dengan maksud :

penurunan akibat beban kerja (*working load*) yang terjadi lebih kecil dari 10 mm untuk faktor aman yang tidak kurang dari 2,5 (Tomlinson, 1977)

METODOLOGI PENELITIAN

Lokasi Penelitian

Dalam pengerjaan penelitian ini yang digunakan sebagai objek kajian yang dibahas adalah berupa Struktur Pondasi Tiang pancang pada bangunan Gedung Kantor KPPN alamat Jl. M. Yamin , kota samarinda. Perhitungan gaya-gaya dalam yang berkerja pada struktur dengan menggunakan ETABS 2016. Lokasi penelitian merupakan dimana tempat penelitian dilakukan. Dalam hal ini penelitian dilakukan di Jl.M.Yamin Samarinda.



Gambar 3.1 Lokasi penelitian

Data Penelitian

Pengumpulan data yang dilakukan meliputi data primer dan sekunder, dimana data Sekunder didapat hasil survey pengukuran topografi yang dilakukan pada lokasi perencanaan dan foto dokumentasi lokasi penelitian, sedangkan data Primer berupa data tanah yang didapat dari hasil sondir yang dilakukan instansi Dinas Pekerjaan umum dan instansi perusahaan konsultan yang telah melakukan survey sebelumnya di lokasi tersebut

Data Sekunder

a. Gambar Rencana Struktur Bangunan KPPN Samarinda

b. Buku Analisa Pondasi 1 dan pondasi 2

Data Primer

a. Data Sondir.

b. Data Boring

Metode Pengumpulan Data

Pengumpulan Data didapatkan dengan cara pengambilan data melalui:

1. Data Primer

Data primer adalah data yang diperoleh dari lokasi penelitian. Data primer dapat dipergunakan sebagai dasar penelitian ini.

2. Data Sekunder

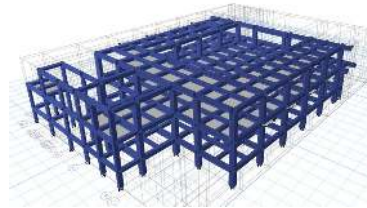
Data sekunder adalah data yang berasal dari peraturan - peraturan atau ketentuan - ketentuan yang berlaku, grafik - grafik dan tabel - tabel yang diperlukan dalam penelitian ini.

PEMBAHASAN

Struktur Gedung Kantor Pelayanan Pembendaharaan Negara (KPPN)

Dalam penelitian ini , sistematis struktur yang digunakan yaitu struktur beton bertulang dimana terdiri dari perencanaan pondasi tiang pancang . Struktur dimodelkan 3 dimensi (portal ruang) sebagai portal terbuka dengan bantuan ETABS 2016.

Berikut adalah denah bangunan yang direncanakan :



Gambar 4.1 Permodelan struktur pada ETABS

Data Geometri Struktur

Data karakteristik geometrik bangunan adalah sebagai berikut :

1. Bangunan yang akan direncanakan adalah Bangunan Gedung Kantor Pelayanan Pembendaharaan Negara (KPPN), dengan fungsional lantai adalah sebagai berikut;

Tabel 4.1 Fungsional Lantai

No	Nama Lantai	Fungsional
1	Basement	Koridor dan Ruang Kantor
2	Lantai 1	Koridor, Ruang Kantor dan Ruang Rapat
3	Lantai 2	Koridor, Ruang Makan dan Ruang Komputer

Sumber: Hasil analisa, 2018

2. Tinggi lantai basement sampai lantai 1 adalah 2.6 meter , dan tinggi antar lantai adalah 4.2 meter , dengan rincian sebagai berikut :

Tabel 4.2 Elevasi Bangunan

No	Nama Lantai	Tinggi (h)
1	Basement	2.6
2	Lantai 1	6.8
3	Lantai 2	11

Sumber : Hasil Analisa , 2018

Perhitungan Beban Struktur

Perhitungan beban disesuaikan dengan peraturan terbaru yaitu SNI 1727: 2013 yang

berjudul beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain. Apabila tidak terdapat informasi yang jelas pada peraturan tersebut maka nilai yang digunakan mengikuti peraturan yang sebelumnya yaitu PPIUG 1983.

Beban pada Pelat

Pembebanan yang terdapat pada komponen struktur pelat disesuaikan dengan peraturan beban yaitu SNI 1727:2013. Karena struktur pelat merupakan salah satu komponen sekunder maka direncanakan hanya menerima beban mati (D) dan beban hidup (L).

1. Pembebanan pelat atap

a. Beban mati

$Q_d \text{ total} = 0,85 \text{ kN/m}^2$

b. Beban hidup

Beban hidup atap = $0,96 \text{ kN/m}^2$

2. Pembebanan pelat lantai

a. Beban mati

$Q_d \text{ total} = 1,89 \text{ kN/m}^2$

b. Beban hidup

Ruang Rapat = $4,79 \text{ kN/m}^2$

Ruang Kantor = $2,40 \text{ kN/m}^2$

Ruang Komputer = $4,79 \text{ kN/m}^2$

Koridor Lantai Pertama = $4,79 \text{ kN/m}^2$

Koridor di Atas Lantai Pertama = $3,89$

Beban pada Balok

Komponen struktur dinding dibebankan/ di distribusikan pada komponen yang berada diatas sisi komponen balok. Pendistribusian beban komponen struktur dinding ke komponen balok merupakan distribusi beban tetap (beban mati).

Komponen dinding :

Tabel 4.3 Perhitungan Beban Mati Pada Balok

Jenis Beban	Berat Beban	Tinggi	Q
	(kN/m ²)		
Pasangan Dinding 1/2 bata	2,5	3,5	8,75
Pasangan Dinding 1/2 bata	2,5	4,2	10,5

Sumber : Perhitungan 2018

Beban Reaksi Akibat Tangga 1 = $20,4 \text{ kN/m}$

Beban Reaksi Akibat Tangga 2 = $20,4 \text{ kN/m}$

Beban pada Kolom

Pendistribusian beban pada kolom yaitu beban angin yang dihitung sesuai dengan lokasi gedung yaitu berlokasi di Samarinda. Adapun perhitungan beban angin adalah sebagai berikut:

1. Kategori resiko bangunan gedung ini termasuk kategori II, sehingga nilai koefisien beban angin = 1

2. Kecepatan angin dasar, didapat dari tabel di situs BMKG Kalimantan Timur, diakses pada tanggal 20 Juli 2018. Kecepatan angin Samarinda, $V = 4 \text{ Knot} = 2,058 \text{ m/s}$

Perhitungan Jumlah Tiang Pancang

A. Data Tanah

Pengujian Sondir

Kedalaman = 13 m

Jumlah Hambatan Pelekat $J_{hp} = 241,15$

kg/cm^2

Tahanan Konus Rata-rata $Q_c = 41,00 \text{ kg/cm}^2$

B. Data Bahan

Jenis tiang bor = Bor Pile

Panjang tiang bor = 13 m

Diameter tiang bor = 50 cm

Kuat tekan beton tiang bor = 25 Mpa

Berat beton Bertulang = 24 Kn/m^3

C. Perencanaan Tiang bor

$Q \text{ Tiang} = \frac{Q_c \times A_p}{SF_1} + \frac{J_{hp} \times \phi}{SF_2}$

$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

= $1963,495 \text{ cm}^2$

$\phi = 2 \times \pi \times r = 157 \text{ cm}$

$Q \text{ Tiang} = \frac{41 \times 1963,495}{3} + \frac{241,15 \times 157}{5}$
 = $34410,387 \text{ kg} = 344,103 \text{ kN}$

Perhitungan Jumlah Tiang bore

No	Q.Tiang	R1(PU)	Hux	Huy	Mux	Muy	Pu/Q.Tiang	Jumlah Tiang Pancang			
			KN	KN	KN-m	KN-m					
2	344	C40	1232,93	2,95	6,10	3,96	9,52	P2	3,6	4,0	Batang
3	344	C7	1144,72	11,58	40,08	10,94	41,11	p3	3,3	4,0	Batang
4	344	C6	1127,55	4,68	32,69	8,24	40,38	p4	3,3	4,0	Batang

Pengumpulan Data Tanah

Tabel 4.5 Data Tanah

No	Data Hasil Pengujian		Klasifikasi Tanah Berdasarkan				Kec. Batas	Kategori	SPT
	U ₁₀₀	U ₃₀	U ₁₅	U _{7,5}	U _{4,75}	U _{2,5}			
1	0,005	0,075	0,075	0,25	0,75	2,0	0,075	3	
2	0,005	0,075	0,075	0,25	0,75	2,0	0,075	3	
3	0,005	0,075	0,075	0,25	0,75	2,0	0,075	3	

Sumber : Hasil Analisa , 2018

Data Bahan :

Jenis Tiang Bore

Diameter tiang bor $D = 0,50 \text{ m}$

Pancang tiang bor $L = 13,00 \text{ m}$

Kuat tekan beton tiang bor $F_c' = 25 \text{ Mpa}$

Berat beton bertulang $W_c = 24 \text{ Kn/m}^3$

Tahanan Aksial Tiang bor

Berdasarkan Kekuatan Bahan

Luas penampang tiang bor

$A = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

= $\frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,50^2 = 0,1963 \text{ m}^2$

Berat tiang bor

$W_p = A \times L \times W_c$

= $0,1963 \times 13,00 \times 24 = 61,26 \text{ kN}$

Kapasitas dukung nominal tiang bor

$$P_n = 0.30 \times F_c' \times A - 1.2 \times W_p$$

$$= 0.30 \times 25000 \times 0.1963 - 1.2 \times 61.26 = 1399 \text{ Kn}$$

$$\text{Tahanan aksial tiang bor } \phi \times P_n$$

$$= 0.60 \times 1399 = 839.46 \text{ kN}$$

Berdasarkan hasil uji sondir (Bagemann)

Diameter tiang bore $D = 0.50 \text{ m}$
 Luas tampang tiang bore $A_b = \pi \times 1/4 \times D^2$
 $= 3.14 \times 1/4 \times 0.50^2 = 0.1963 \text{ m}^2$

Tiang pancang $q_c = 41 \text{ kg/cm}^2$
 Faktor reduksi kekuatan $\phi = 0.50$
 Tahanan ujung nominal tiang bore
 $P_b = \phi \times A_b \times q_c$
 $= 0.50 \times 0.1963 \times 4200 = 402.517 \text{ kN}$

Tahanan gesek
 Tahanan gesek nominal menurut skempton
 Tabel. 4.7 Hasil Analisa 2018

No	Kedalaman		L ₁ (m)	A _s (m ²)	q _f (Kn/m ²)	P _s (Kn)
	Z1 (m)	Z2 (m)				
1	0.00	5.00	5.0	7.8540	10.74	84.33
2	5.00	10.00	5.0	7.8540	18.13	142.40
3	10.00	14.00	4.0	7.8540	29.04	182.49
P _s = Σ [A _s x q _f]						409.210

Sumber : Hasil Analisa 2018
 Tahanan aksial tiang bore
 Tahanan nominal tiang bore
 $P_n = P_b + P_s$
 $= 402.517 + 409.210 = 811.73 \text{ kN}$

Tahanan aksial tiang bore $\phi \times P_n = 0.70 \times 811.73 = 568.21 \text{ kN}$

Berdasarkan Hasil Uji SPT (Meyerhooff)

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris

Tabel 4.8 Hasil Analisa 2018

No	Kedalaman		Nilai SPT (m)	L ₁ (m ²)	L ₁ x N
	Z1 (m)	Z2 (m)			
1	0.00	5.00	2	5	10.0
2	5.00	10.00	30	5	150.0
3	10.00	14.00	50	4	200.0
P _s = Σ [A _s x Q _f]				14.0	360.0

Sumber : Hasil Analisa 2018
 pengujian SPT Menurut Meyerhooff di nyatakan dengan

$$P_n = 40 \times N_b \times A_b + \dot{N} \times A_s$$

$$= 40 \times 50 \times 0.1963 + 25.7 \times 20.4204$$

$$= 917.794 \text{ Kn}$$

Kapasitas nominal tiang bor $P_n = 917.79 \text{ kN}$

Tahanan aksial tiang bore $\phi \times P_n$
 $= 0.60 \times 917.79 = 642.46 \text{ kN}$

Rekap Tahanan Aksial Tiang bor

Tabel 4.9 Rekap Tahanan aksial

No	Uraian Tahanan Aksial Tiang bore	$\phi \times P_n$
1	Berdasarkan Kekuatan Bahan	839.46
2	Berdasarkan Hasil Uji Sondir (Bagemann)	568.21
3	Berdasarkan Hasil Uji SPT (Meyerhoff)	642.46

Sumber : Hasil Analisa 2018

Daya dukung Aksial terkecil $\phi \times P_n = 568.21 \text{ kN}$

Diambil tahanan aksial tiang bore $\phi \times P_n = 560.00 \text{ kN}$

Tahanan Lateral Tiang Bore Berdasarkan Defleksi Tiang bore Maksimum (Broms)

Daya dukung lateral tiang bor
 $H = y_o \times K_h \times D / [2 \times \beta \times (e \times \beta + 1)] = 79.06 \text{ m}$

Faktor reduksi kekuatan $\phi = 0.60$
 Tahanan aksial tiang bore $\phi \times H_n = 0.60 \times 79.06 = 47.43 \text{ kN}$

Berdasarkan Momen Maksimum (Brinch Hansen)

Kuat lentur beton tiang bore $f_b = 0.40 \times f_c \times 10^3 = 10000 \text{ kN/m}^2$

Tahanan Momen $W = I_c / (D/2) = 0.006362 / (0.6/2) = 0.01227 \text{ m}^3$

Momen maksimum $M_y = f_b \times W = 10000 \times 0.0122 = 122.72 \text{ kNm}$

Kohesi Tanah Rata-rata di sepanjang tiang
 Tabel 4.10 Kohesi Tanah Rata-rata

No	Kedalaman		L ₁ (m)	C _u (Kn/m ²)	C _u x L ₁
	Z1 (m)	Z2 (m)			
1	0.00	5.00	5	23	115.0
2	5.00	10.00	5	30	150.0
3	10.00	14.00	4	52	208.0
Σ L ₁			14.0	C _u x L ₁	473.0

Sumber : Hasil Analisa ,2018

Kohesi tanah rata-rata : $\check{c}_u = \Sigma [c_u \times L] / \Sigma L_1 = 43 \text{ kN/m}^2$

Rekap Tahanan Lateral Tiang

Tabel 4.11 Rekap Tahanan Lateral

No	Uraian Tahanan Lateral Tiang Bor	$\phi \times H_n$
1	Berdasarkan Defleksi tiang maksimum (Broms)	47.43
2	Berdasarkan Momen maksimum (Brinch Hansen)	58.06

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Tahan lateral tiang kecil $\phi \times H_n = 47.43 \text{ kN}$

Perhitungan Kekuatan Pondasi

Data Bahan Pilecap

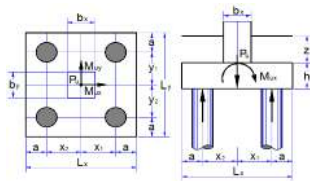
Kuat Tekan Beton $F_c = 25 \text{ Mpa}$

Kuat Leleh baja tulangan Defrom ($\phi > 12 \text{ mm}$)

$F_y = 390 \text{ Mpa}$

Kuat Leleh baja tulangan Polos ($\phi < 12 \text{ mm}$)

$F_y = 240 \text{ Mpa}$
 Berat Beton Bertulang
 $W_c = 24 \text{ kN/m}^3$
Data Dimensi Pondasi
 Lebar Kolom arah X $b_x = 0.60 \text{ m}$
 Lebar Kolom arah Y $b_y = 0.60 \text{ m}$
 Jarak Tiang Pancang tepi terhadap isi luar beton $a = 0.25 \text{ m}$
 Tebal Pilecap $h = 0.60 \text{ m}$
 Tebal tanah diatas pilecap $z = 1.00 \text{ m}$
 Berat volume tanah diatas pilecap
 $W_s = 70.68 \text{ kN/m}^3$
 Posisi Kolom (dalam = 40 , tepi = 30 , sudut = 20 $s = 40$



Gambar.4.2 Jumlah Tiang Pancang

Data Beban Pondasi

Gaya Aksial Kolom akibat beban terfaktor
 $P_{uk} = 1232.93 \text{ kN}$
 Momen arah x akibat beban terfaktor
 $M_{ux} = 80.06 \text{ kN/m}$
 Momen arah y akibat beban terfaktor
 $M_{uy} = 50.79 \text{ kN/m}$
 Gaya lateral arah x akibat beban terfaktor
 $H_{ux} = 53.60 \text{ kN}$
 Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor
 $H_{uy} = 41.76 \text{ kN}$
 Tahanan aksial tiang pancang
 $\phi * P_n = 560.00 \text{ kN}$
 Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor
 $\phi * H_n = 40.00 \text{ kN}$

Tabel 4.12 Data Susunan Tiang bor

Susunan Tiang bor arah x				Susunan Tiang bor arah y			
No	Jumlah	x	$n * x^2$	No	Jumlah	Y	$n * y^2$
	n	(m)	(m ²)		N	(m)	(m ²)
1	2	1.00	2.00	1	2	1.00	2.00
2	0	0.00	0.00	2	0	0.00	0.00
3	2	1.00	2.00	3	2	1.00	2.00
	n = 4	$\Sigma x = 2.00$	$\Sigma x^2 = 4.00$		n = 4	$\Sigma y = 2.00$	$\Sigma y^2 = 4.00$
Lebar Pilecap arah x				$L_x = 2.50 \text{ m}$			
Lebar Pilecap arah y				$L_y = 2.50 \text{ m}$			

Sumber : Analisa Perhitungan ,2018

Gaya Aksial Pada Tiang bor

Berat tanah diatas pilecap
 $W_s = L_x \times L_y \times z \times W_s = 441.75 \text{ kN}$
 Berat pilecap
 $W_c = L_x \times L_y \times h \times W_c = 90.00 \text{ kN}$
 Total gaya aksial terfaktor,
 $P_u = P_{uk} + 1.2 \times W_s + 1.2 \times W_c = 1871.03 \text{ kN}$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang bor

$$P_{umax} = P_u / n + M_{ux} \times X_{max} / \Sigma x^2 + M_{uy} \times Y_{max} / \Sigma y^2 = 500.47 \text{ kN}$$

$$P_{umin} = P_u / n + M_{ux} \times X_{min} / \Sigma x^2 + M_{uy} \times Y_{min} / \Sigma y^2 = 500.47 \text{ kN}$$

Syarat : $P_{umax} < \phi \times P_n$
 $500.47 < 560.00$ AMAN

Gaya Lateral Pada Tiang bor

Gaya lateral arah x pada tiang

$$H_{ux} = H_{ux} / n = 53.60 / 4 = 13.40 \text{ kN}$$

Gaya lateral arah y pada tiang

$$H_{uy} = H_{uy} / n = 41.76 / 4 = 10.44 \text{ kN}$$

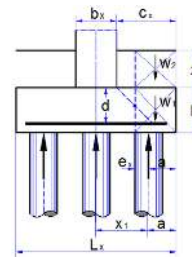
Gaya lateral kombinasi dua arah

$$H_{umx} = \sqrt{(H_{ux}^2 + H_{uy}^2)}$$

$$= \sqrt{(13.40^2 + 10.44^2)} = 16.99 \text{ kN}$$

Syarat : $h_{umax} < \phi \times H_n$
 $16.99 < 40.00$ AMAN

Tinjauan Geser Arah X



Gambar 4.3 Tinjauan Geser arah X

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton $d' = 0.100 \text{ m}$

Tebal efektif pilecap $d = h - d' = 0.500 \text{ m}$

Jarak bidang kritis terhadap sisi luar

$$C_x = (L_x - B_x - d) / 2 = 0.700 \text{ m}$$

Berat Beton

$$W_1 = C_x \times L_y \times h \times W_c = 25.200 \text{ kN}$$

Berat Tanah

$$W_2 = C_x \times L_y \times Z \times W_c = 123.690 \text{ kN}$$

Gaya geser arah x

$$V_{ux} = 2 \times P_{umax} - W_1 - W_2 = 852.049 \text{ kN}$$

Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x

$$b = L_y = 2500 \text{ mm}$$

Tebal efektif pilecap $d = 500 \text{ mm}$

Kuat geser pilecap arah x diambil nilai terkecil dari V_c yang di peroleh dari sebagai berikut :

$$V_c = 1/3 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \times 10^{-3} = 2083.33 \text{ kN}$$

Diambil kuat geser pilecap $V_c = 2083.33 \text{ kN}$

Faktor reduksi kekuatan geser $\phi = 0.75$

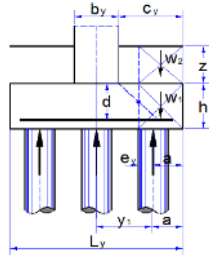
$$\text{Kuat geser pilecap } \phi \times V_c = 1562.500 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi \times V_c > V_{ux}$$

$$1562.500 > 852.049 \quad \text{AMAN}$$

Tinjauan Geser Arah y



Gambar 4.4 Tinjauan Geser arah y
 Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton
 $d' = 0.100 \text{ m}$

Tebal efektif pilecap

$$d = h - d' = 0.500 \text{ m}$$

Jarak bidang kritis terhadap sisi luar

$$C_x = (L_x - B_x - d) / 2 = 0.700 \text{ m}$$

Berat Beton

$$W_1 = C_x \times L_y \times h \times W_c = 25.200 \text{ kN}$$

Berat Tanah

$$W_2 = C_x \times L_y \times Z \times W_c = 123.690 \text{ kN}$$

Gaya geser arah y

$$V_{ux} = 2 \times P_{umax} - W_1 - W_2 = 852.049 \text{ kN}$$

Lebar bidang geser untuk tinjauan arah y

$$b = L_x = 2500 \text{ mm}$$

Tebal efektif pilecap $d = 500 \text{ mm}$

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\beta_c = b_x / b_y = 0.6 / 0.6 = 1.00$$

Kuat geser pilecap arah y, diambil nilai terkecil dari V_c yang di peroleh dari sebagai berikut :

$$V_c = [1 + 2 / \beta_c] \times v \times f_c \times b \times d / 6 \times 10^{-3} = 3125.00 \text{ kN}$$

$$V_c = [\alpha_s \times d / b + 2] \times v \times f_c \times b \times d / 12 \times 10^{-3} = 5208.833 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/3 \times v \times f_c \times b \times d \times 10^{-3} = 2083.33 \text{ kN}$$

Diambil kuat geser pilecap $V_c = 2083.33 \text{ kN}$

Faktor reduksi kekuatan geser $\phi = 0.75$

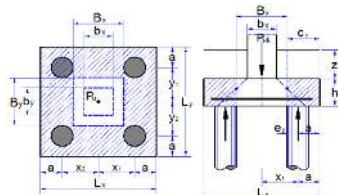
$$\text{Kuat geser pilecap } \phi \times V_c = 1562.500 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi \times V_c > V_{ux}$$

$$1562.500 > 852.049 \text{ AMAN}$$

Tinjauan Geser Dua Arah



Gambar 4.5 Tinjauan Geser Dua Arah

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton
 $d' = 0.100 \text{ m}$

Tebal efektif pilecap $d = h - d' = 0.500 \text{ m}$

Lebar bidang geser pondasi arah x

$$B_x = b_x + d = 1.100 \text{ m}$$

Lebar bidang geser pondasi arah y

$$B_y = b_y + d = 1.100 \text{ m}$$

Gaya geser pondasi akibat beban terfaktor pada kolom $P_{uk} = 1232.929 \text{ Kn}$

Luas bidang geser pondasi

$$A_p = 2 \times (B_x + B_y) \times d = 2.200 \text{ m}^2$$

Lebar bidang geser pondasi

$$b_p = 2 \times (B_x + B_y) = 4.400 \text{ m}^2$$

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\beta_c = b_x / b_y = 0.6 / 0.6 = 1.00$$

Tegangan geser pondasi, diambil nilai terkecil dari f_p yang di peroleh dari sebagai berikut :

$$f_p = [1 + 2 / \beta_c] \times v \times f_c / 6 = 2.500 \text{ Mpa}$$

$$f_p = [\alpha_s \times d / b_p + 2] \times v \times f_c / 12 = 2.727 \text{ MPa}$$

$$f_p = 1/3 \times v \times f_c = 1/3 \times v \times 24 = 1.667 \text{ MPa}$$

Tegangan geser pondasi yang disyaratkan

$$f_p = 1.667 \text{ Mpa}$$

Faktor reduksi kekuatan pondasi $\phi = 0.75$

Kuat geser pondasi

$$\phi \times V_{np} = \phi \times A_p \times f_p \times 10^{-3} = 2750. \text{ kN}$$

Syarat : $\phi \times V_{np} > P_{uk}$

$$2750.0 > 1232.92 \text{ AMAN}$$

Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Mini Pile Data Tanah

Pengujian Sondir

$$\text{Kedalaman} = 14 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah Hambatan Pelekat } J_{hp} = 290 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tahanan Konus Rata-rata } Q_c = 150.0 \text{ kg/cm}^2$$

a. Data Bahan

Jenis tiang Pancang = Pancang Mini Pile

Panjang tiang pancang = 14 m

Diameter tiang pancang = 25 cm

Kuat tekan beton tiang pancang = 40 Mpa

Berat beton Bertulang = 24 Kn/m³

b. Perencanaan tiang pancang

$$Q \text{ Tiang} = \frac{Q_c \times A_p}{SF_1} + \frac{J_{hp} \times \phi}{SF_2}$$

Keterangan Q_c = Nilai Konus Rata-Rata

A_p = Luas Penampang Tiang

J_{hp} = Jumlah Hambatan Pelekat

ϕ = Keliling Tiang

SF 1 = Safety Faktor 1 (Nilai yang disarankan 3)

SF 2 = Safety Faktor 2 (Nilai yang disarankan 5)

$$A_p = S \times S = 25 \times 25 \text{ cm}^2 = 625.00 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 4 \times S = 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$$

$$Q \text{ Tiang} = \frac{Q_c \times A_p}{SF_1} + \frac{J_{hp} \times \phi}{SF_2}$$

$$= \frac{150 \times 625.000}{3} + \frac{290.44 \times 100}{5}$$

$$= 37058.74 \text{ kg} = 370.5874 \text{ Kn}$$

c. Perhitungan Jumlah Tiang Mini Pile

Tabel 4.13 Perhitungan jumlah tiang pancang 5 Titik

No	Jumlah Tiang	Luas (m²)	Volume (m³)	Berat (kg)	Volume (m³)	Berat (kg)	Volume (m³)	Berat (kg)
1	5	0.0625	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00
2	5	0.0625	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00
3	5	0.0625	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00
4	5	0.0625	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00
5	5	0.0625	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00

Sumber : Hasil Analisa ,2018

Tabel 4.14 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang 4 Titik

No	Jumlah Tiang	Luas (m²)	Volume (m³)	Berat (kg)	Volume (m³)	Berat (kg)	Volume (m³)	Berat (kg)
1	4	0.0625	0.25	1000.00	0.25	1000.00	0.25	1000.00
2	4	0.0625	0.25	1000.00	0.25	1000.00	0.25	1000.00
3	4	0.0625	0.25	1000.00	0.25	1000.00	0.25	1000.00
4	4	0.0625	0.25	1000.00	0.25	1000.00	0.25	1000.00

Sumber : Hasil Analisa , 2018

Pengumpulan Data Tanah

Tabel 4.16 Data Tanah

No	Titik	Luas (m²)	Volume (m³)	Berat (kg)	Volume (m³)	Berat (kg)	Volume (m³)	Berat (kg)
1	1	0.0625	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00
2	2	0.0625	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00
3	3	0.0625	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00
4	4	0.0625	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00
5	5	0.0625	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00	0.3125	1250.00

Sumber : Hasil Analisa , 2018

Data Bahan :

Jenis Tiang pancang mini pile

Diameter tiang pancang mini pile D= 0.25 m

Pancang tiang pancang mini pile L =14.0 m

Kuat tekan beton tiang pancang mini pile

Fc' = 40 Mpa

Berat beton bertulang Wc =24 Kn/m³

Tahanan Aksial Tiang Pancang

Berdasarkan Kekuatan Bahan

Luas penampang tiang pancang

$$A = S \times S = 0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{ m}^2$$

Berat tiang bor Wp = A x L x Wc

$$= 0.0625 \times 14.00 \times 24 = 21.00 \text{ Kn}$$

Kuat tekan beton tiang pancang Fc' = 25000 kPa

kPa

Kapasitas dukung nominal tiang pancang

$$Pn = 0.30 \times Fc' \times A - 1.2 \times Wp$$

$$= 0.30 \times 40000 \times 0.0625 - 1.2 \times 21.00 = 725 \text{ Kn}$$

Faktor reduksi kekuatan φ = 0.60

Tahanan aksial tiang pancang φ x Pn

$$= 0.60 \times 725 = 434.88 \text{ kN}$$

Berdasarkan Data Bor Tanah(Skempton)

Diameter tiang pancang D = 0.25 m

Luas tiang pancang Ab= Sx S= 0.0625 m²

Kohesi tanah disekitar dasar Cb = 80.00 Kn/m²

Faktor daya dukung menurut Skempton Nc=9

Tahanan ujung nominal tiang pancang

$$Pb = Ab \times Cb \times Nc = 45.00 \text{ kN}$$

Tahanan gesek

Diameter tiang pancang D = 0.50 m

Perhitungan tahanan gesek nominal tiang

Tabel 4.17 Hasil Analisa 2018

No	Kedalaman		L1 (m)	As (m²)	Cu (Kn/m²)	Ad	Ps (Kn)
	Z1 (m)	Z2 (m)					
1	0.00	3.00	3.0	2.3562	40.00	0.65	60.856
2	3.00	6.00	3.0	2.3562	60.00	0.50	70.340
3	6.00	9.00	3.0	2.3562	60.00	0.50	70.340
4	9.00	12.00	3.0	2.3562	80.00	0.40	75.144
5	12.00	14.00	2.0	1.5708	80.00	0.40	60.096
Tahanan gesek nominal tiang							326.775

Sumber : Analisa perhitungan 2018

$$Ps = \sum ad \times Cu \times As = 326.775 \text{ kN}$$

Tahanan aksial tiang pancang

Tahanan nominal tiang pancang

$$Pn = Pb + Ps = 371.77 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan φ = 0.60

Tahanan aksial tiang bore φ x Pn

$$= 0.60 \times 371.77 = 223.06 \text{ kN}$$

Berdasarkan hasil uji sondir (Bagemann)

Diameter tiang pancang S = 0.25 m

Luas tampang tiang pancang

$$Ab = S \times S = 0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{ m}^2$$

Faktor reduksi kekuatan φ = 0.50

Tahanan ujung nominal tiang pancang

$$Pb = \omega \times Ab \times qc = 131.250 \text{ kN}$$

Tahanan gesek

Tabel. 4.18 Hasil Analisa 2018

No	Kedalaman		L1 (m)	As (m²)	qf (Kn/m²)	Ps (Kn)
	Z1 (m)	Z2 (m)				
1	0.00	3.00	3.0	3.00	66.89	200.66
2	3.00	6.00	3.0	3.00	135.54	406.61
3	6.00	9.00	3.0	3.00	167.22	501.66
4	9.00	12.00	3.0	3.00	221.79	665.36
5	12.00	14.00	2.0	2.00	343.24	665.49
Ps = Σ [As x Qf]						3460.79

Sumber : Hasil Analisa 2018

Tahanan aksial tiang pancang

Tahanan nominal tiang pancang

$$Pn = Pb + Ps = 2592.04 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan φ = 0.60

Tahanan aksial tiang bore φ x Pn = 0.60 x

$$2592.04 = 1555.22 \text{ kN}$$

**Berdasarkan Hasil Uji SPT (Meyerhooff)
Tabel 4.19 Hasil Analisa 2018**

No	Kedalaman		Nilai SPT (m)	L ₁ (m ²)	L ₁ x N
	Z1 (m)	Z2 (m)			
1	0.00	3.00	2	3	6.0
2	3.00	6.00	30	3	90.0
3	6.00	9.00	40	3	120.0
4	9.00	12.00	50	3	150.0
5	12.00	14.00	50	2	100.0
P _s = Σ [As x Q _f]			14.0	466.0	

Sumber : Hasil Analisa 2018
 Diameter tiang pancang S = 0.25 m
 Panjang tiang pancang L = 14.0 m
 Luas dasar tiang pancang
 $A_b = S \times S = 0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{ m}^2$
 Luas selimut tiang bore
 $A_s = 4 \times L \times S = 4 \times 14 \times 0.25 = 14.00 \text{ m}^2$
 pengujian SPT Menurut Meyerhooff di
 nyatakan dengan
 $P_n = 40 \times N_b \times A_b + N \times A_s = 591.0 \text{ kN}$
 $P_n < 380 \times N \times A_b = 790.54 \text{ kN}$
 Kapasitas nominal tiang pancang
 $P_n = 1127.607 \text{ kN}$
 Faktor reduksi kekuatan $\phi = 0.60$
 Tahanan aksial tiang pancang
 $\phi \times P_n = 0.60 \times 1127.607 = 354.60 \text{ kN}$

Rekap Tahanan Aksial Tiang pancang

Tabel 4.20 Rekap Tahanan aksial

No	Uraian Tahanan Aksial Tiang pancang	$\phi \times P_n$
1	Berdasarkan Kekuatan Bahan	434.88
2	Berdasarkan Hasil Uji Sondir (Bagemann)	1555.22
3	Berdasarkan Hasil Uji SPT (Meyerhoff)	354.60

Sumber : Hasil Analisa 2018
 Daya dukung Aksial terkecil $\phi \times P_n = 354.60 \text{ kN}$
 Diambil tahanan aksial tiang pancang
 $\phi \times P_n = 350.00 \text{ kN}$

**Tahanan Lateral Tiang pancang
Berdasarkan Defleksi Tiang Pancang
Maksimum (Broms)**

$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c} \times 10^3 = 29725410 \text{ kN/m}^2$
 $y_o = 0,006 \text{ m}$
 $\beta = \sqrt{[k_h \times D / (4 \times E_p \times I_p)]} = 0,64454383 \text{ m}$
 $\beta \times L = 9.02 > 2,5 \text{ m}$ (termasuk tiang pondasi dalam) OK

Daya dukung lateral tiang pancang
 $H = y_o \times K_h \times D / [2 \times \beta \times (e \times \beta + 1)] = 27.54 \text{ kN}$
 Tahanan aksial tiang pancang $\phi \times H_n = 16.52 \text{ kN}$

Rekap Tahanan Lateral Tiang

Tabel 4.21 Rekap Tahanan Lateral

No	Uraian Tahanan Lateral Tiang Pancang	$\phi \times H_n$
1	Berdasarkan Momen maksimum (Brinch Hansen)	16.52

Sumber : Hasil Analisa, 2018
 Tahanan lateral tiang kecil $\phi \times H_n = 16.52 \text{ kN}$
 Diambil tahanan lateral tiang pancang
 $\phi \times H_n = 16.50 \text{ kN}$

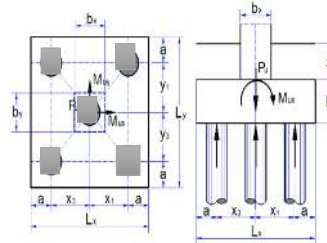
**Perhitunga Kekuatan Pondasi
F 1 = 5 Titik Pancang**

Data Bahan Pilecap

Kuat Tekan Beton $F_c = 25 \text{ Mpa}$
 Kuat Leleh baja tulangan Defrom $F_y = 390 \text{ Mpa}$
 Kuat Leleh baja tulang Polos $F_y = 240 \text{ Mpa}$
 Berat Beton Bertulang $W_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Data Dimensi Pondasi

Lebar Kolom arah X $b_x = 0.60 \text{ m}$
 Lebar Kolom arah Y $b_y = 0.60 \text{ m}$
 Jarak Tiang Pancang tepi terhadap isi luar beton $a = 0.25 \text{ m}$
 Tebal Pilecap $h = 0.60 \text{ m}$
 Tebal tanah diatas pilecap $z = 1.20 \text{ m}$
 Berat volume tanah diatas pilecap
 $W_s = 34.02 \text{ kN/m}^3$
 Posisi Kolom (dalam = 40 , tepi = 30 , sudut = 20)
 $\alpha_s = 40$



Gambar.4.8 Jumlah Tiang Pancang

Data Beban Pondasi

Gaya Aksial Kolom akibat beban terfaktor
 $P_{uk} = 1232.93 \text{ kN}$
 Momen arah x akibat beban terfaktor
 $M_{ux} = 16.50 \text{ kN/m}$
 Momen arah y akibat beban terfaktor
 $M_{uy} = 41.11 \text{ kN/m}$
 Gaya lateral arah x akibat beban terfaktor
 $H_{ux} = 16.03 \text{ kN}$
 Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor
 $H_{uy} = 40.08 \text{ kN}$
 Tahan aksial tiang pancang $\phi \times P_n = 350 \text{ kN}$
 Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor
 $\phi \times H_n = 16.50 \text{ kN}$

Tabel 4.22 Data Susunan Tiang Pancang

No	Susunan Tiang Pancang arah x			Susunan Tiang Pancang arah y		
	jarak	jarak	jarak	jarak	jarak	jarak
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
Jarak antar tiang			Jarak antar tiang			
Jarak antar tiang			Jarak antar tiang			

Sumber : Analisa Perhitungan 2018

Gaya Aksial Pada Tiang Pancang

Berat tanah diatas pilecap
 $W_s = L_x \times L_y \times z \times W_s = 91.85 \text{ kN}$
 Berat pilecap
 $W_c = L_x \times L_y \times h \times W_c = 32.40 \text{ kN}$
 Total gaya aksial terfaktor,

$$P_u = P_{uk} + 1.2 \times W_s + 1.2 \times W_c = 1382.0 \text{ kN}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang

$$P_{u_{max}} = P_u / n + M_{ux} \times X_{max} / \Sigma X^2 + M_{uy} \times Y_{max} / \Sigma Y^2 = 305.21 \text{ kN}$$

$$P_{u_{min}} = P_u / n + M_{ux} \times X_{min} / \Sigma X^2 + M_{uy} \times Y_{min} / \Sigma Y^2 = 247.60 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat : } P_{u_{max}} < \phi \times P_n \\ 305.21 < 247.60 \quad \text{AMAN}$$

Gaya Lateral Pada Tiang Pancang

Gaya lateral arah x pada tiang

$$H_{ux} = H_{ux} / n = 16.03 / 4 = 3.21 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya lateral arah x pada tiang } H_{uy} = H_{uy} / n \\ = 40.08 / 4 = 8.02 \text{ kN}$$

Gaya lateral kombinasi dua arah

$$H_{umx} = \sqrt{(H_{ux}^2 + H_{uy}^2)} = 8.63 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat : } h_{umax} < \phi \times H_n \\ 8.63 < 16.50 \quad \text{AMAN}$$

Tinjauan Geser Arah X

$$C_x = (L_x - B_x - d) / 2 = 0.200 \text{ m}$$

$$\text{Berat Beton } W_1 = C_x \times L_y \times h \times W_c = 4.320 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Tanah } W_2 = C_x \times L_y \times Z \times W_c = 12.247 \text{ kN}$$

Gaya geser arah x

$$V_{ux} = 2 \times P_{u_{max}} - W_1 - W_2 = 593.861 \text{ kN}$$

Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x

$$b = L_y = 1500 \text{ mm}$$

Tebal efektif pilecap

$$d = 500 \text{ mm}$$

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek

$$\beta_c = b_x / b_y = 1.00$$

$$V_c = [1 + 2 / \beta_c] \times \sqrt{f_c} \times b \times d / 6 \times 10^{-3} \\ = 1875.00 \text{ kN}$$

$$V_c = [\alpha_s \times d / b + 2] \times \sqrt{f_c} \times b \times d / 12 \times 10^{-3} \\ = 4791.667 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/3 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \times 10^{-3} = 1250 \text{ kN}$$

Diambil kuat geser pilecap $V_c = 1250.00 \text{ kN}$

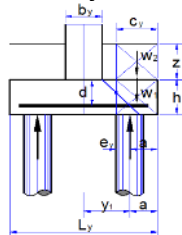
Faktor reduksi kekuatan geser $\phi = 0.75$

$$\text{Kuat geser pilecap } \phi \times V_c = 937.50 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi \times V_c > V_{ux} \\ 937.50 > 593.861 \quad \text{AMAN}$$

Tinjauan Geser Arah y



Gambar 4.10 Tinjauan Geser arah y

$$C_x = (L_x - B_x - d) / 2 = 0.200 \text{ m}$$

$$\text{Berat Beton } W_1 = C_x \times L_y \times h \times W_c = 4.320 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Tanah } W_2 = C_x \times L_y \times Z \times W_c = 12.247 \text{ kN}$$

Gaya geser arah y

$$V_{uy} = 2 \times P_{u_{max}} - W_1 - W_2 = 593.861 \text{ kN}$$

Lebar bidang geser untuk tinjauan arah y

$$b = L_x = 1500 \text{ mm}$$

Tebal efektif pilecap $d = 500 \text{ mm}$

$$\beta_c = b_x / b_y = 0.6 / 0.6 = 1.00$$

Kuat geser pilecap arah x diambil nilai terkecil dari V_c yang di peroleh dari sebagai berikut :

$$V_c = [1 + 2 / \beta_c] \times \sqrt{f_c} \times b \times d / 6 \times 10^{-3} \\ = 1875.00 \text{ kN}$$

$$V_c = [\alpha_s \times d / b + 2] \times \sqrt{f_c} \times b \times d / 12 \times 10^{-3} \\ = 4791.667 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/3 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \times 10^{-3} = 1250 \text{ kN}$$

Diambil kuat geser pilecap $V_c = 1250.00 \text{ kN}$

Kuat geser pilecap $\phi \times V_c = 937.50 \text{ kN}$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi \times V_c > V_{uy} \\ 937.50 > 593.861 \quad \text{AMAN}$$

Tinjauan Geser Dua Arah

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0.100 \text{ m}$$

Tebal efektif pilecap $d = h - d' = 0.500 \text{ m}$

Lebar bidang geser pondasi arah x

$$B_x = b_x + d = 0.60 + 0.1 = 1.100 \text{ m}$$

Lebar bidang geser pondasi arah y

$$B_y = b_y + d = 0.60 + 0.1 = 1.100 \text{ m}$$

Gaya geser pondasi akibat beban terfaktor

$$\text{pada kolom } P_{uk} = 1232.929 \text{ Kn}$$

Luas bidang geser pondasi

$$A_p = 2 \times (B_x + B_y) \times d \\ = 2 \times (1.100 + 1.100) \times 0.100 = 2.200 \text{ m}^2$$

$$\text{Lebar bidang geser pondasi } b_p = 2 \times (B_x + B_y) \\ = 4.400 \text{ m}^2$$

$$\beta_c = b_x / b_y = 0.6 / 0.6 = 1.00$$

$$f_p = [1 + 2 / \beta_c] \times \sqrt{f_c} / 6 = 2.500 \text{ MPa}$$

$$f_p = [\alpha_s \times d / b_p + 2] \times \sqrt{f_c} / 12$$

$$= [40 \times 500 / 2500 + 2] \times \sqrt{24} / 12 = 2.727 \text{ MPa}$$

$$f_p = 1/3 \times \sqrt{f_c} = 1/3 \times \sqrt{24} = 1.667 \text{ MPa}$$

Tegangan geser pondasi yang disyaratkan

$$f_p = 1.667 \text{ Mpa}$$

Faktor reduksi kekuatan pondasi $\phi = 0.75$

$$\text{Kuat geser pondasi } \phi \times V_{np} = \phi \times A_p \times f_p \times 10^{-3} \\ = 2750.00 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat : } \phi \times V_{np} > P_{uk} \\ 2750.00 > 1232.92 \\ \text{AMAN}$$

Perbandingan Rencana Anggaran Biaya Pondasi Bor Pile 50cm dan Tiang Pancang Mini Pile 25 x 25

RENCANA ANGGARAN BIAYA

KEGIATAN : PEMBANGUNAN GEDUNG KPPN SAMARINDA
PEKERJAAN : PEMBANGUNAN GEDUNG KPPN SAMARINDA TAHAP 1
LOKASI : JL. MUHAMMAD YAMIN NO. 2 GN. KEL. SAMARINDA ULU, KALTIM

No	Uraian Pekerjaan	Volume	Satuan	Harga Satuan (Rp)	Jumlah Harga (Rp)
A PEKERJAAN PERSIAPAN					
1	Pengukuran dan pemasangan bouwplank	1,00	Ls	3.750.000,00	3.750.000,00
					3.750.000,00
B PONDASI					
I PEKERJAAN PONDASI					
1 Pekerjaan Pondasi Tiang Pancang Mini Pile F1					
a.	Jumlah Tiang Pancang Mini Pile 25 x 25	60,00	mt	250.000,00	15.000.000,00
b.	Mobilisasi Mesin Tiang Pancang	1,00	Ls	5.000.000,00	5.000.000,00
c.	Urahan Pancang Mesin Hydraulic	60,00	mt	200.000,00	12.000.000,00
d.	Pemotongan Kepala Tiang Pancang	5,00	Bk	30.000,00	150.000,00
2 Pekerjaan Poer Plat F 1					
a.	Urahan Pasir bawah pondasi	0,11	M3	650.000,00	73.125,00
b.	Lantai kerja bawah pondasi	0,63	M3	1.380.000,00	869.500,00
c.	Pembesian	540,63	kg	8.000,00	4.325.038,90
d.	Bekisting	10,21	M2	237.500,00	2.424.916,83
e.	Beton Poer K-300	1,35	M3	1.380.000,00	1.863.000,00
					44.698.556,73

RENCANA ANGGARAN BIAYA

KEGIATAN : PEMBANGUNAN GEDUNG KPPN SAMARINDA
PEKERJAAN : PEMBANGUNAN GEDUNG KPPN SAMARINDA TAHAP 1
LOKASI : JL. MUHAMMAD YAMIN NO. 2 GN. KEL. SAMARINDA ULU, KALTIM

No	Uraian Pekerjaan	Volume	Satuan	Harga Satuan (Rp)	Jumlah Harga (Rp)
A PEKERJAAN PERSIAPAN					
1	Pengukuran dan pemasangan bouwplank	1,00	Ls	3.750.000,00	3.750.000,00
					3.750.000,00
B PONDASI					
I PEKERJAAN PONDASI					
1 Pekerjaan Pondasi Bore Pile F1					
a.	Mobilisasi Peralatan Borepile Besar	1,00	Ls	20.000.000,00	20.000.000,00
b.	Pengboran tiang Ø 50 cm kedalaman 14 m	52,00	M	350.000,00	18.200.000,00
c.	Pembesian	540,63	kg	8.000,00	4.325.038,90
d.	Pengecoran beton bore pile K-300	10,21	M3	1.380.000,00	14.090.043,05
2 Pekerjaan Poer Plat					
a.	Urahan Pasir bawah pondasi	0,31	M3	650.000,00	203.125,00
b.	Lantai kerja bawah pondasi	0,63	M3	1.380.000,00	869.500,00
c.	Pembesian	632,96	kg	8.000,00	5.063.191,20
d.	Bekisting	6,00	M2	237.500,00	1.425.000,00
e.	Beton Poer K-300	3,75	M3	1.380.000,00	5.175.000,00
					69.343.868,15

PENUTUP

Kesimpulan

- Dari hasil perhitungan perbandingan kekuatan pondasi Bor pile dan Pondasi tiang Pancang Mini pile 25x 25
 - Untuk perbandingan Kekuatan Tiang Gaya Aksial Pondasi Bor dari 3 metode yang di pakai di ambil nilai yang terkecil yaitu 560.00 Kn sedangkan Gaya Aksial Tiang Pancang Mini Pile 350.00 Kn.
 - Untuk perbandingan Kekuatan Tiang Gaya Lateral Pondasi Bor dari 2 metode yang di pakai di ambil nilai yang terkecil yaitu 40.00 Kn sedangkan Gaya Aksial Tiang Pancang Mini Pile 16.50 Kn.
- Berdasarkan perbandingan harga satuan pekerjaan diperoleh biaya seluruh jenis pekerjaan pemasangan tiang pancang mini pile adalah sebesar Rp.44.698.550,- Sedangkan jika menggunakan tiang bor di peroleh total biaya sebesar Rp.69.342.868,-. Dari hasil perbandingan biaya ini dapat di lihat bahwa penggunaan pondasi tiang pancang mini pile dapat menghemat biaya sebesar Rp.24.644.318,-

Saran

- Pengecoran pondasi bor pile perlu dilakukan dengan teliti untuk menghindari volume yang tidak rata .
- Pengecoran beton agak sulit bila di pengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik.
- Penyambungan dilakukan harus dengan yang kaku untuk meghindari patah pada saat pemancangan .
- Pengangkutan material untuk tiang pancang pada lahan yang sempit tidak dapat dilaksanakan perlu di lakukan perubahan tiang pancang ke bor pile.

DAFTAR PUSTAKA

- Angi,Ronal. 2013 . *Perencanaan Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor* diakses 20 juni 2015.
<https://www.scribd.com/doc/145633792/perencanaan-pondasi-tiang-pancang-dan-tiang-bor>
- Hardiyatmo, H.C.(2011), Analisis dan Perancangan Fondasi I – Edisi II, LPPM-UGM
- Hardiyatmo, H.C. (2015), Analisis dan Perancangan Fondasi II – Edisi III, LPPM-UGM
- Sardjono. HS, (1991), Pondasi Tiang Pancang, Jilid I, Sinar Wijaya-Surabaya
- Sardjono. HS, (1998), Pondasi Tiang Pancang, Jilid II, Sinar Wijaya-Surabaya
- Hardiyatmo, H.C. (2015), Converse Labarre, Equation for Pile Group Efficiency, Pekerjaan Umum Republik Indonesia SNI-03-2847, (2002), Tata Cara Perhitungan Beton untuk Bangunan Gedung,
- SNI-03-2827, (2008) , *Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan Alat Sondir*, Departemen Pekerjaan Umum Republik Indonesia